

# 街路網の信号オフセット決定法のシミュレーションによる比較

## ON COMPARISON ABOUT SIGNAL OFFSET DECISION METHODS BY SIMULATION

毛利正光\*・本多義明\*\*・荻野弘\*\*\*  
By Masamitsu Mōri, Yoshiaki Honda and Hiroshi Ogino

### 1. ま え が き

著者らは先にオフセットの閉合条件を保証するため、ループを最小単位として、信号の最適化を行なうという、街路網の信号オフセット決定法を発表した<sup>1)</sup>。その際、最適化の評価基準として、交差点における車団波の遅れをとった。本報文のおもな目的は、これらの評価基準を用いて前論文に述べた3種のオフセット決定手法を比較することである。比較の対象とする手法については前論文に詳しく説明してあるので、ここでは以下で簡単に述べることにする。

#### (1) 一次最適化法

$n$  個のリンクで構成されるループでは、サイクル長の  $1/4, 2/4, 3/4, 4/4$  の4通りの相対オフセットを考えると、閉合条件を満足する相対オフセットの組み合わせは  $4^{n-1}$  である。これらの組み合わせをすべて計算し、遅れの和を最小にするオフセットと、その次に小さい遅れのオフセットを求める。これで、個々のループのオフセット計算が終る。さて、一次最適化はこの個々のループのオフセットを順次決定していくことであるが、その際、最適化の順序は個々のループにおける最小の遅れと、その次に小さな遅れとの差の大きさによる。これによれば、最適化の順位のはやいループほど、相対オフセット選択の拘束条件が少ないわけである。

#### (2) 二次最適化法

一次最適化では、サイクル長の  $1/4, 2/4, 3/4, 4/4$  の4通りの相対オフセットを用いた。二次最適化はこれを補う微小オフセット修正である。すなわち、4つの信号

の絶対オフセットを固定すれば、これら4つの信号とリンクで結合される中心的な1つの信号の絶対オフセットは修正可能である。このように、任意の信号について繰返し、一次最適化されたオフセットを微小量ずつ修正させる過程を二次最適化という。なお、以下で説明するシミュレーションではサイクル長の  $1/32$  ずつ移動させている。

#### (3) ランダム法

この方法は一次最適化を行わず、最初にすべての信号のオフセットを同時式にして、直接に、二次最適化を行なう方法である。

これらの手法については、車団波の遅れを評価基準とした場合、二次最適化法が最も損失を少なくする方法であることがすでにわかっている<sup>2)</sup>が、ここでは、果たして現実の走行状態における各種評価基準について、これらの3種のオフセット決定手法を比較、評価することを直接の目的としている。

広域信号制御にかぎらず、一般に交通処理においては、最適化を行なう場合、何を評価基準にするかが、最も大きな問題である。それゆえ、交通の質を評価する基準としては、従来、各種提案されている<sup>3)</sup>、これらの基準は観点により異なり、一律には定めがたく、さらに、各種基準間の関連も必ずしも明確であるとはいえないのが実状である。しかし、評価基準が現実の交通状態を表現でき、さらに、数量的取扱いが可能であるという条件により、一般には、重交通の場合には停止時間が、軽交通の場合には停止回数が一応の基準とされている<sup>3)</sup>。これらの点を考慮して、以下では現実の走行状態における評価基準としては、平均走行速度、平均停止時間、平均停止回数を考えることとする。

なお、これらの評価基準によるシミュレーションを行なうことによって、現実の走行状態における各種の評価基準と、車団波の遅れという基準との間にどのような関

\* 正会員 工博 大阪大学 教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工修 福井大学助教授 工学部建設工学科

\*\*\* 正会員 工修 豊田工業高等専門学校助手 土木工学科

係があるかについて、ある程度知ることができよう。

## 2. シミュレーションに用いたモデル

本シミュレーションモデルの作成にあたっては、過去において発表されている多くの方法を参考にしている。これらのモデルの考え方は、車の位置を座標によって表現する方法<sup>4)</sup>、ブロックによって表現する方法<sup>5)</sup>に大別されるが、それぞれ一長一短がある。すなわち、前者においてはメモリーが節約できるものの計算時間を多く必要とする欠点があり、後者は計算時間は短縮できるが、ブロックの大きさを小さくするとメモリーを多く必要とし、ブロックの大きさを大きくすると、計算誤差が大き

表-1 シミュレーションに用いた変数と入力データ

(a) 道路特性に関するもの

変数名	説明	入力データ
LEND	総路線数	24本
LINK (M, 1)	リンク M の流入側交差点数	
LINK (M, 2)	リンク M の流出側交差点数	
LINK (M, 3)	リンク M と直進で結ばれるリンク名	
LINK (M, 4)	リンク M と右折で結ばれるリンク名	
LINK (M, 5)	リンク M と左折で結ばれるリンク名	
LINK (M, 6)	リンク M と対向方向のリンク名	
ALINK (M, 1)	リンク M の距離で交差点中心間距離で表わす。(m)	表-2
ALINK (M, 2)	LINK (M, 2) にストアしてある交差点の交差点内距離の 1/2	表-2
ALINK (M, 3)	LINK (M, 2) にストアしてある交差点のリンク M 方向の青中心の絶対オフセット	表-4
ALINK (M, 4)	LINK (M, 2) にストアしてある交差点の信号周期 (秒)	表-3
ALINK (M, 5)	LINK (M, 2) にストアしてある交差点のリンク M 方向の青スプリット	表-4
ALINK (M, 6)	リンク M の吸収率	0
ALINK (M, 7)	リンク M の発生交通量 (台/時)	表-4
MALINK (M, 1)	リンク M の車線数	表-4
TRASIÖ (M, 1)	LINK (M, 2) にストアしてある交差点のリンク方向における直進率 (実測値)	表-4
TRASIÖ (M, 2)	LINK (M, 2) にストアしてある交差点のリンク方向における右折率 (実測値)	表-4
TSUKA (M)	リンク M の無条件直進率 (連続する交差点の直進率の積)	表-4

(b) 挙動特性に関するもの

変数名	説明	入力データ
ANZF	車頭間隔関数	$CARLH + 0.139V + 0.00818V^2$ (注)
HTLIM	限界車頭時間 (秒)	1.5
ANZID	安全車頭間隔	ANZF (VLIM)
ANZRD	右折安全間隔および流入安全間隔	$ANZID + VR_j \times DT$ , $VR_j$ は接近車の走行速度
VLIM	制限走行速度 (km/時)	50
AC	加速度 (m/秒 <sup>2</sup> )	2
GEN	減速度 (m/秒 <sup>2</sup> )	2
CARLH	車長 (m)	5
STOPD	停止車間距離 (m)	1
SIHAND	信号判定区間長	$ANZID + VR_j \times DT$ $VR_j$ は走行速度
DT	スキヤニング・タイム(秒)	1
RUNTIM	実走行時間 (秒)	356
ICREND	系内走行台数 (台)	最大 3000 台

注) 米谷栄二・渡辺新三・毛利正光: 交通工学, 国民科学社, p. 120

くなるという欠点がある。これらの長所短所を考慮して、ここでは座標による方法を基本としつつも、車の前後関係を容易に判断できるようにブロックには連続に車の番号を入れる方法をとった。また、以下で用いるシミュレーション実行に用いた車の挙動特性、道路特性などの変数は表-1 に示すとおりである。

### (1) 路線モデル

図-1 に示すように、2方向通行で、端部、およびリンク (交差点間の路線) 中央部に、それぞれ交通発生源と交通吸収源をもつような路線モデルを考えた。さらに、おのおのの端部は、たとえば、①と⑤、②と⑩のように結合されているものとして考えた。各リンクは片側最大5車線まで考えている。なお、各リンクは2方向通行であるので、1つの路線を方向別に2つのリンクで示すことにした。さらに、各リンクに対しては、交差点における右折、左折、直進および対向のリンクを記憶させ、このリンクから交差点で右折する車は対向車の有無と、流入リンクへの流入の可否を、左折する車は流入リンクへの流入の可否を容易に判断できるようにした。

### (2) 流入モデル

これは、先に示した、交通発生源より発生する車をシステム内に流入させるためのモデルである。流入時刻は、以下のように、車頭時間を計算し、それらを、次々に加えれば得られる。

一般に、 $k$  台目の流入時刻は、

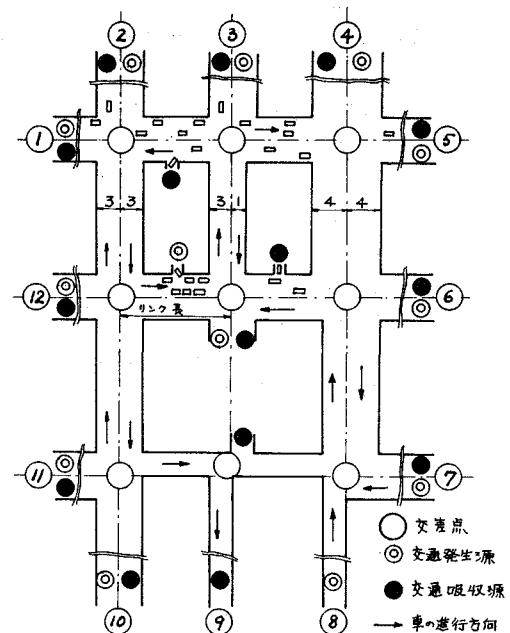


図-1 路線モデル

$$T_k = T_{k-1} + t_0 - (\bar{i} - t_0) \ln(1 - R_k) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $T_k$ :  $k$  台目の流入時刻

$t_0$ : 限界車頭時間 (sec)

$\bar{i}$ : 平均車頭時間 (sec)

$R_k$ :  $k$  番目の乱数 (0~1)

流入の判定はモデル内の時刻を  $T$  とすると、

$$T - DT < T_k \leq T \dots \dots \dots (2)$$

のとき、 $(T - T_k)V$  の位置だけ進めて、流入させる。

ここに、 $DT$ : スキャンニング・タイム (1 sec)

$V$ : 流入速度 (25 km/h)

また、各路線の直進通過率に従って交差点で右左折の判定をせず、無条件で直進する車を考えた。すなわち連続した交差点を直進する車は交差点群の直進率の積で与えられると仮定している。そのため、乱数処理により、各車からまず無条件直進車を選定する。これにより、線的に連なった路線を連続的に通過する車についての考察が可能となる。さて、その他の車は、各交差点の右左折率に従いがい、直進車、右折車、左折車に分類される。また、リンク途中で発生する流入交通については、流入点の外側車線で前方に ANZID、後方に ANZRD の間隔があるとき流入可能とする。

**(3) 流出モデル**

交通吸収源より、システム外へ流出する車に対しては流出モデルを設定する必要がある。流出の対象となるのは、前述した無条件直進車以外の車である。各リンクに関して定めた流出交通量比に従い、乱数処理により流出車を決定する。流出車はリンク中央の交通吸収源より流出する。このモデルは、リンクの途中に駐車場のあるような場合にも適用できるものである。

**(4) 信号判定モデル**

このモデルは、サイクル長、スプリット、オフセットが与えられた場合、各交差点の信号判定を行なうものである。

信号判定は二現示とすると、図-2 より時刻  $T$  で  $j$  信号の  $ij$  方向の現示は、式 (3), (4) で示される。式 (3) は青現示を、式 (4) は赤現示を表わす。

$$\frac{R_{ij}}{2} < T - (n \cdot C_j + \delta_{ij} \cdot C_j) \leq C_j - \frac{R_{ij}}{2} \dots \dots \dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} T - (n \cdot C_j + \delta_{ij} \cdot C_j) &\leq \frac{R_{ij}}{2}, \\ T - (n \cdot C_j + \delta_{ij} \cdot C_j) &> C_j - \frac{R_{ij}}{2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 $R_{ij} = C_j - G_{ij}$  であるので、式

(3), (4) に代入して、整理すると、

$$\frac{C_j - G_{ij}}{2C_j} < \frac{T}{C_j} - (n + \delta_{ij}) \leq \frac{1}{2C_j} (G_{ij} + C_j) \dots \dots \dots (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{T}{C_j} - (n + \delta_{ij}) &\leq \frac{1}{2C_j} (C_j - G_{ij}), \\ \frac{T}{C_j} - (n + \delta_{ij}) &> 1 - \frac{1}{2C_j} (C_j - G_{ij}) \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

ただし、 $n = [T/C_j] : [x]$  は  $x$  の整数部を示す。

$T$ : 時刻 (sec)

$C_j$ :  $j$  信号のサイクル長 (sec)

$G_{ij}$ :  $j$  信号の  $ij$  方向の青時間 (sec)

$R_{ij}$ :  $j$  信号の  $ij$  方向の赤時間 (sec)

$\delta_{ij}$ : 基準信号の赤時間中心と  $j$  信号の  $ij$  方向の赤時間中心のオフセットの  $C_j$  に対する比

式 (5), (6) が結局、それぞれ、青、赤現示の条件式となる。

**(5) 走行モデル**

時々刻々変化する車の走行状態を次のようにモデル化して表わす。まず、図-3 に示すように、各リンクを自由走行区間、信号判定区間、交差点内の3種に分ける。なお、信号判定区間は交差点の停止線から、その路線を制限速度  $V_{lim}$  でスキャンニング・タイムの間に進む距離で与えられる。すなわち、 $DT \times V_{lim}$  で表わされる。車はこの区間に入ると、先頭車であれば、青・赤の判定をするが、追従車であっても、先頭車がすでに交差点内にいるときには信号判定を行なう。さらに、自由走行区間に関して、各車の走行状態を次のように分類して示す。

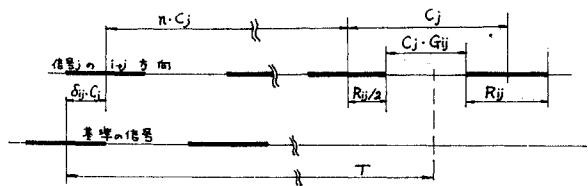


図-2 時刻と信号現示の関係

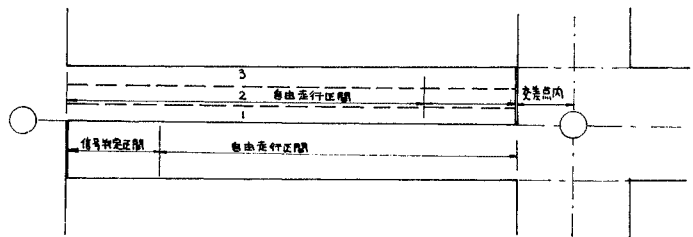


図-3 走行モデル

## ④ 自由走行車

与えられた自由走行速度で走行している車。

## ⑤ 追従走行車

前車と同一の車線を走行していて、走行速度が前車よりもはやく、 $DT$ （スキャンニング・タイム）時間後には、前車との間隔が限界車頭間隔以下になる場合で車線変更ができない車。

## ⑥ 加速車

信号が青に変わったときや、追従状態にあって前車が流出したとき、あるいは、発生源よりの流出時に関するもので、 $2\text{ m/sec}^2$  で加速するが、その走行挙動は前車との追従関係に規定される。なお、 $2\text{ m/sec}^2$  は著者らによる実測値である。

## ⑦ 停止車

交差点などにおいては、先頭車の場合は停止線で、追従車の場合は、車頭間隔  $6\text{ m}$  で停止するものとする。

## ⑧ 車線変更車

各車の車線利用の方法では、右折車は内側車線を、左折車は外側車線を、直進車は内側車線以外を利用できるとする。さて、走行車の隣接車線の前方に ANZID、後方に ANZRD 以上の間隔がある場合で、車線変更の必要な車、すなわち、追従車とか、右折車でありながら内側車線を走行していない車とか、左折車でありながら外側車線を走行していない車などは自由走行区間に限って車線変更が可能である。

## ⑨ 交差点到着車および通過車

無条件直進車以外の車が交差点に到着したら、あらかじめ定められたように、直進、右折、左折車として、交差点を通過する。さて、交差点通過と同時に、乱数処理により、流出モデルに従いがい、流出車と決定されると流出マークが与えられる。その他の車は、乱数処理により次の交差点での直進、右折、左折が決定される。

## ⑩ 右折車、左折車

右折は対向車線のすべてについて次のことを調べて、右折の可否を決定する。

- ① 対向車が停止車あるいは右左折車の場合。
  - ② 対向車が直進車で信号が青であり、かつ交差点中央までの距離が ANZRD 以上の場合。
- すなわち、右折車は上記以外には右折待ちをする。左折車は直進車と同様に前車の走行挙動に規定されるのみである。

### 3. シミュレーションの方法

シミュレーションに用いたフローチャートは図-4 に示すとおりである。リンク番号、車線数、各交差点のスプリット、オフセット、サイクル長、右左折率、流入交

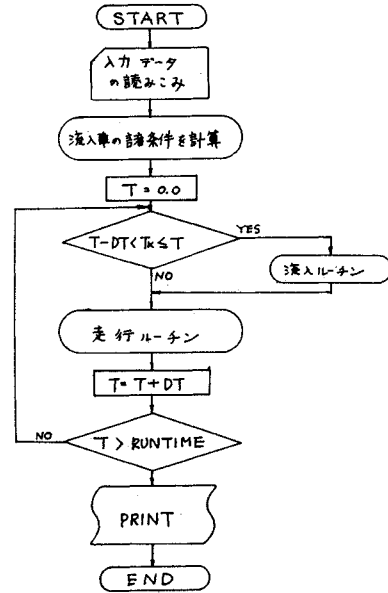


図-4 フローチャート

通量、無条件直進率の入力情報を与えれば、システム全体の平均走行速度、平均停止時間、平均停止回数が求められる。シミュレーション実行に用いた車の挙動特性、道路特性などの定数は表-1 に示す。なお、各車には計算機内において、1 台の車に対して、12 語のメモリーを配当し、次に示す諸元を納めた。

- ① 自由走行速度
- ② 流入時刻
- ③ 走行中のリンクナンバー
- ④ 走行区間マーク（信号判定区間、自由走行区間、交差点内）
- ⑤ 車の現在位置（交差点からの距離）
- ⑥ 走行状態マーク（停止車、加速車、減速車、追従車、自由走行車）
- ⑦ 右左折車マーク（右折、左折、直進、無条件直進車）
- ⑧ 走行速度
- ⑨ 停止時間
- ⑩ 停止回数
- ⑪ 累加走行距離
- ⑫ 停止回数に関するマーク

以上の演算は名古屋大学大型電子計算機 FACOM 230-60 によったが、入出力関係を除いた基本部分で 700 ステートメントを要し、演算時間は実走行時間の約 2.9 倍であった。

### 4. シミュレーションの実施

#### (1) 対象としたシステムと最適オフセット

評価の対象としたモデルは名古屋市中心部の街路を対象としており図-5に示すような6つの交差点と、7つのリンクからなるネットワークである。対象システムに関する諸元は表-2に示すとおりである。

これらの入力データを用いて、前述した3種の最適化法により最適オフセットを求めた結果を表-3に示す。交差点数が6つと小規模なシステムであるため、遅れの値がランダム法、二次最適化法の場合には0となっている。オフセットは相対オフセットで示してある。

#### (2) シミュレーションの入力データ

図-5に示したモデルネットワークについて、シミュレーションを実施するため、おのおののリンクを両方向

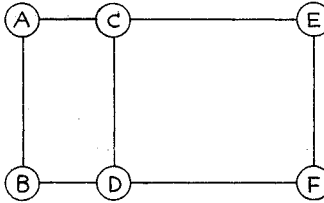


図-5 対象ネットワーク

交通にわけて、上り、下り別々のリンク番号をつけたものを図-6に示す。①と②、③と④、⑤と⑥、⑦と⑧はそれぞれ連続とし、おのおの

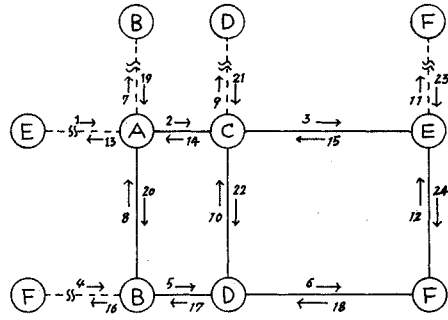


図-6 シミュレーションに用いたモデル

距離は2000mとした。すなわち、①から流出した車は再び②に流入するわけである。このような操作によって当初はポアソン流として流入した交通流も時間の経過とともに、一種の車団波状態となり、現実の交通状態により近づくことになるわけである。

なお、一連の入力データは表-4に示すとおりであるが、流入交通量は表-2の車団波長にあわせて決定した。無条件直進率、交差点直進率、および交差点右折率は実測値である。

### 5. シミュレーションの結果と考察

シミュレーションにより得られた結果は表-5に示すとおりである。なお、これらの値はシミュレーション時間356秒のうち、実走行時間120秒未満のものを除いた236秒のランタイムから集計したものの平均値である。

表-2 最適オフセット決定に用いた入力データ

路線 <i>i j</i>	交差点内距離 ×1/2(m)		交差点 間距離 (m)	走行速度 (m/sec)	車団波長 (sec)		スプリット	
	<i>i</i>	<i>j</i>			<i>P<sub>ij</sub></i>	<i>P<sub>ji</sub></i>	<i>G<sub>ij</sub></i>	<i>G<sub>ji</sub></i>
A B	23	20	416	11.37	16.82	14.14	0.46	0.39
A C	20	45	125	11.37	18.75	24.21	0.54	0.66
B D	20	45	115	11.37	17.14	28.71	0.61	0.62
C D	23	20	416	11.37	17.68	12.32	0.34	0.38
C E	45	20	510	11.37	15.32	28.50	0.66	0.39
D F	45	22	510	11.37	20.14	34.93	0.62	0.56
E F	23	20	400	11.37	24.00	24.96	0.61	0.44

表-3 最小遅れの場合の車団波遅れと相対オフセット

路線 <i>i j</i>	一次最適化法		ランダム法		二次最適化法	
	<i>D*</i>	<i>θ<sub>ij</sub>**</i>	<i>D</i>	<i>θ<sub>ij</sub></i>	<i>D</i>	<i>θ<sub>ij</sub></i>
A B	0.321	0.5	0	0.438	0	0.438
A C	0	1.0	0	0.063	0	0
B D	0	1.0	0	0.094	0	0.063
C D	0.149	0.5	0	0.469	0	0.500
C E	0.163	0.5	0	0.438	0	0.469
D F	0.236	0.5	0	0.406	0	0.375
E F	1.243	0.5	0	0.438	0	0.406
系全体	2.112	—	0	—	0	—

注) \* *D* は車団波遅れ (台) を示す  
 \*\* *θ<sub>ij</sub>* は *i, j* の相対オフセットを示す

表-4 シミュレーションの入力データ

リンク名	車線数	青スプリット	流入交通量 (台/h)	無条件 直進率	交差点 直進率	交差点 右折率
1	5	0.54	1955	0.557	0.790	0.084
2	5	0.66	200	0	0.857	0.095
3	5	0.39	200	0	0.822	0.135
4	4	0.61	1106	0.498	0.830	0.075
5	4	0.62	200	0	0.801	0.104
6	4	0.56	200	0	0.749	0.120
7	4	0.39	1345	0.636	0.864	0.043
8	4	0.46	200	0	0.736	0.100
9	4	0.38	1333	0.581	0.757	0.100
10	4	0.44	200	0	0.767	0.071
11	4	0.44	1296	0.592	0.861	0.025
12	4	0.61	200	0	0.687	0.075
13	5	0.39	2965	0.597	0.915	0.052
14	5	0.54	200	0	0.722	0.196
15	5	0.66	200	0	0.903	0.032
16	4	0.56	2087	0.669	0.920	0.058
17	4	0.61	200	0	0.842	0.058
18	4	0.62	200	0	0.863	0.065
19	4	0.46	1306	0.540	0.679	0.159
20	4	0.39	200	0	0.864	0.043
21	4	0.44	1121	0.710	0.811	0.058
22	4	0.38	200	0	0.821	0.089
23	4	0.61	1752	0.606	0.754	0.160
24	4	0.44	200	0	0.804	0.140

表—5 シミュレーションの結果 (全車)

評価基準	決定手法		
	一次最適化法	ランダム法	二次最適化法
平均走行速度 (m/sec)	8.2	8.3	8.5
平均停止時間 (sec)	29.0	27.0	27.8
平均停止回数 (回)	0.84	0.87	0.87

さて、本研究の目的は交差点における車団波遅れを評価基準として、街路網に対して求めた最適オフセットについて、シミュレーションを実施した場合において、3種のオフセット決定手法を平均走行速度、平均停止時間、平均停止回数などの評価基準により比較、検討することであった。表—5より、まず、平均走行速度は一次最適化法、ランダム法、二次最適化法それぞれ8.2、8.3、8.5 m/secと、二次最適化法がもっとも高い値を示していることがわかる。次に平均停止時間についてみると、それぞれ、29.0、27.0、27.8 secとランダム法がもっとも低い値である。さらに、平均停止回数ではそれぞれ0.84、0.87、0.87回で、むしろ一次最適化法で小さな値を示している。以上より、二次最適化の効果は平均走行速度、平均停止時間について認められるものの、平均停止回数はむしろ大きくなり効果がみられない。これは、車団波遅れ最小を目的にしたオフセット決定手法の性質によるものといえよう。すなわち、これは評価の対象としたオフセット決定手法に停止回数を表わす指標が入っていないことによる。これは、表—3に示す車団波遅れが一次最適化では2.112台、その他では0となっているのに対し、平均走行速度と、平均停止時間は対応してその値が増減しているにもかかわらず、平均停止回数にはほとんど対応関係がみられないことからわかる。それゆえ、軽交通量時など停止回数の減少が要求される場合に対しては、車団波遅れよりも停止回数を最小にするオフセット決定手法を用いる必要がある。

次に、ランダム法と二次最適化法にはほとんど差がみられないが、表—3の車団波遅れがともに0になっている点から、これはむしろ当然と考えられる。しかし、これらの二手法の比較については、大規模な街路網に対するシミュレーションによる検討を行なう必要がある。

## 6. ま と め

本論文は以上のごとく、著者らが先に開発した街路網の信号オフセット決定法についてシミュレーションにより比較、評価を試みたものである。まず、シミュレーションモデルの作成にあたっては、従来の方法の短所を補うため、車の位置の表現方法について、座標とブロック標示を併用することにより計算時間の短縮をはかった。次に、シミュレーションの結果より、ランダム法、二次最適化法において平均走行速度の増加、平均停止時間の減少などの効果がみられたが、平均停止回数は減少するよりも、むしろ増加した。また、ランダム法、二次最適化法の間にはほとんど差がみられなかった。しかしながら、車団波遅れと、各種の評価基準との間の関係については明確な関係が得られなかった。この点に関しては、今後さらに大規模な街路網に対してシミュレーションを実行することによって明らかにしていく必要がある。

本研究は、著者らが昭和40年度より行なってきた街路交通の信号制御の一連の研究に関するものであり、先に報告した研究<sup>1)</sup>に関連がある。最後に、この間適切なご助言をたまわった、佐賀大学 高田弘教授に感謝するとともに、種々、討論に加わっていただいた日本道路公団の増田典行氏に謝意を表する次第である。

### 参 考 文 献

- 1) 毛利正光・本多義明・荻野 弘・増田典行：広域交通制御に関する基礎的考察，土木学会論文報告集，第190号，pp. 89~97, 1971-6
- 2) Schwar, J.F. : Quality of traffic service, Traffic Quarterly, pp. 136-146, 1969.
- 3) 越 正毅：交通信号の系統制御 オフセットパタンの一解法，土木学会論文集，第147号，pp. 40-47, 1967-12
- 4) 高田 弘：電子計算機を利用したシミュレーションによる道路交通流の解析，土木学会論文集，第124号，pp. 28-41, 1965-12.
- 5) Longley, D. : A Simulation Study of a Traffic Network Control Scheme, Transportation Research, Vol. 5, pp. 39-57, 1971

(1972. 4. 10・受付)